COMUNE DI CAPRAIA LIMITE
PROVINCIA DI FIRENZE

PROGETTO ESECUTIVO – I° LOTTO
REALIZZAZIONE D'INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEI CENTRI ABITATI DI CAPRAIA FIORENTINA E LIMITE
RIO GUIDI E RIO DI RATTO

▼

RELAZIONE TECNICA E DESCRITTIVA

MARZO 2005 **ING. ENRICO GALIGANI**

Via Mannelli 167 - 50132 Firenze - Tel 055/573274 - Fax 055/5534914 – Email: idroprogetti@firenze.net

PROGETTO ESECUTIVO – I° LOTTO
REALIZZAZIONE D'INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEI CENTRI ABITATI DI CAPRAIA FIORENTINA E LIMITE
RIO GUIDI E RIO DI RATTO

RELAZIONE TECNICA

INDICE

1. PREMESSA 2

2. RIO GUIDI E RIO DI RATTO 3

2.1 CARATTERIZZAZIONE GEOMORFOLOGICA DEI BACINI 3
2.2 ANALISI IDROLOGICA DEI BACINI STUDIATI 5
2.3 ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI DI MASSIMA INTENSITÀ 5
2.3.1 Analisi statistica dei dati 8
2.4 LA DISTRIBUZIONE ASINTOTICA DEI VALORI ESTREMI 9
2.5 LA STIMA DEI PARAMETRI 9
2.6 CURVE DI POSSIBILITÀ CLIMATICA 10
2.7 VALUTAZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PIENA 11
2.7.1 L'Idrogramma Unitario Istantaneo (I.U.H.) 12
2.7.2 L'idrogramma istantaneo unitario geomorfologico (G.I.U.H.) 14
2.7.3 Applicazione del modello dell'Idrogramma Unitario 16

3. MODELLAZIONE IDRAULICA 17

3.1 RIO GUIDI 17
3.3 IL MODELLO DI MOTO 18
3.4 I PARAMETRI DI SIMULAZIONE 21
3.5 SINTESI DEI RISULTATI DELLO STATO ATTUALE 22

4. INDICAZIONI PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO 25

4.1 LE CASSE AD ESPANSIONE A BOCCA TARATA 26
4.2 SFIORATORE DI SUPERFICIE 28
4.3 SOGLIA TRACIMABILE LATERALE 28
4.4 MANUFATTO DI SCOLO 29
4.5 I CRITERI DI MANUTENZIONE DELLE CASSE DI ESPANSIONE A BOCCA TARATA E A SOGLIA LATERALE. 30
4.6 MANUTENZIONE ORDINARIA 30
4.7 MANUTENZIONE STRAORDINARIA 30

5. INTERVENTI PROPOSTI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO 32

5.1 RIO GUIDI 32
5.1.1 Le verifiche sul Rio Guidi 33
5.2 RIO DI RATTO 33
5.2.1 Le verifiche sul Rio Ratto 35

6. CONCLUSIONI 36

1. PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Capraia Limite si sono analizzate le condizioni di rischio idraulico di alcune delle zone di interesse ed è stato redatto il progetto esecutivo (1°lotto), che consta nella realizzazione di interventi per la messa in sicurezza idraulica dei centri abitati di Capraia fiorentina e Limite.

In particolare in questo studio sono state analizzate le condizioni di deflusso e sono stati progettati interventi per la mitigazione del rischio idraulico relativo alle aste fluviali del:

- RIO GUIDI
- RIO DI RATTO

La schematizzazione geometrica dei corsi d'acqua è stata basata su una serie di rilievi planoaltimetrici di precisione che hanno consentito la restituzione di sezioni trasversali dei corsi d'acqua studiati (vedi elaborati grafici di progetto).

Informazioni essenziali per lo studio (stato di conservazione dell'alveo, stima dei parametri di resistenza al moto, individuazioni di situazioni locali di interesse ecc..) sono state acquisite attraverso sopralluoghi in sito opportunamente finalizzati.

La presente relazione, inoltre, è stata redatta sulla base di:

- cartografia tecnica regionale aereofotogrammetrica in scala 1:5000. (formato raster)
- nuova cartografia tecnica regionale aereofotogrammetrica in scala 1:2.000. (formato vettoriale)
- cartografia tecnica regionale aereofotogrammetrica in scala 1:10.000. (formato vettoriale)
- cartografia scala 1:25.000 dell' Autorità di Bacino del Fiume Arno (formato raster)

2. RIO GUIDI e RIO DI RATTO

2.1 Caratterizzazione geomorfologica dei bacini

Utilizzando le informazioni idrografiche provenienti dalla cartografia in scala 1:10.000 si è potuto ricostruire il reticolo dell'intero comprensorio topologicamente e spazialmente corretto. Nella Tabella A.1 sono riportati i dati geomorfologici più importanti dei bacini studiati.

Tabella A.1 Caratteristiche geomorfologiche generali:

Bacino idrografico	***Area*** *[km^2]*	***Lunghezza asta p.*** *[km]*	***H_{med}*** *[m s.l.m.]*
RIO GUIDI	3.42	4.8	150
RIO DI RATTO	1.32	2.8	120

Costruita e verificata la base dei dati idrografici dei reticoli in esame è stato effettuato l'ordinamento gerarchico secondo il noto criterio di Horton (1945) successivamente modificato da Strahler (1952), di cui per completezza se ne riporta di seguito una sintetica descrizione. I tronchi che iniziano con una sorgente sono definiti di primo ordine; due confluenti dello stesso ordine *u* formano un emissario di ordine *u+1;* se i due immissari hanno ordine diverso, l'emissario assume l'ordine più alto tra i due. Un volta ordinato il reticolo è possibile definire i seguenti parametri:

N_u= numero di aste di ordine *u*;

L_u= lunghezza totale delle aste di ordine *u*;

A_u= area totale di pertinenza delle aste di ordine *u*;

e calcolare (per ogni ordine *u*):

- la lunghezza media delle aste: $\overline{L}_u = \frac{L_u}{N_u}$

- la lunghezza media cumulata: $\overline{L}_{cu} = \sum_{j=1}^{u} \overline{L}_j$
- l'area media: $\overline{A}_u = \frac{A_u}{N_u}$

Essendo i bacini in esame sufficientemente omogenei in senso geologico e climatico, tendono ad essere costanti, per ciascuno ordine, i seguenti rapporti (*Leggi di Horton*):

- rapporto di biforcazione: $R_b = \frac{N_u}{N_{u+1}}$
- rapporto di lunghezza: $R_l = \frac{\overline{L}_u}{\overline{L}_{u-1}}$
- rapporto di area: $R_a = \frac{\overline{A}_u}{\overline{A}_{u-1}}$

Nella tabella seguente si riportano i valori di calcolo dei parametri Ra, Rb e Rl per i bacini in oggetto.

Bacino idrografico	Rapporto di area Ra	Rapporto di biforcazione Rb	Rapporto di lunghezza Rl
RIO GUIDI	**5.85**	**4.36**	**2.99**
RIO DI RATTO	**3.25**	**2.83**	**1.83**

2.2 Analisi Idrologica dei bacini studiati

Le valutazioni idrologiche qui esposte sono finalizzate alla stima di valori indicativi per la portata di colmo di piena con tempo di ritorno quinquennale, decennale, trentennale, centennale e duecentennale, ricorrenza adottata al fine della verifica delle attuali condizioni di deflusso dei fossi oggetto dello studio e nel successivo dimensionamento di massima degli interventi.

La mancanza di rilevazioni storiche di portata nel bacino di studio ha imposto l'adozione di metodi di stima di tipo indiretto; si è quindi provveduto ad un'analisi statistico-probabilistica dei dati pluviometrici al fine di ricostruire le portate mediante un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

2.3 Analisi delle precipitazioni di massima intensità

Le caratteristiche pluviometriche dell'area d'interesse sono state definite previa raccolta ed elaborazione statistica dei dati pluviometrici rilevati dal Servizio Idrografico di Pisa. In considerazione del periodo di funzionamento e dell'ubicazione dell'area di studio, si è ritenuto di assumere come più rappresentativa la stazione pluviometrica di:

EMPOLI

la quale, oltre ad essere dotata di pluviometro registratore, qualità indispensabile per lo studio da eseguire, ha funzionato per un soddisfacente numero di anni.

Viste le dimensioni caratteristiche dell'area di drenaggio, l'analisi statistica si è necessariamente orientata al campo di durate di eventi di pioggia superiori o uguali all'ora: si sono pertanto raccolti i dati pluviometrici relativi alle piogge di forte intensità registrate dal Servizio Idrografico nel periodo 1928-1986 per le durate di 1h, 3h, 6 h, 12h e 24 h.

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EMPOLI

Anno	1^h	3^h	6^h	12^h	24^h
1928	45.5	49	49.2	53.7	54.3
1929	39.4	39.8	42.2	42.8	54
1930	47.8	54.6	63.8	80.8	102.6
1932	64.4	64.4	64.4	64.4	74
1933	36.2	36.2	36.2	36.2	36.2
1934	22.4	30.8	50.8	60.2	62.2
1935	36.2	38	38	38	38
1936	24.6	24.6	24.6	24.6	24.6
1937	36.4	41.6	48	56.8	67
1938	28.6	29	38	44	53
1940	26.4	28.8	36.2	71.5	73
1941	76.8	77.2	77.2	77.2	77.2
1942	16.8	31.4	37.8	37.8	44.8
1943	22	30.2	34.6	35.6	39.4
1944	18.2	25.4	28	47.2	54.2
1945	14.6	28.4	36.8	50.6	64.4
1946	15.2	26.8	32	58.8	68
1947	31	40.8	43.2	44	81.6
1948	38.2	57.6	68	68.2	69
1949	20	29.8	41.4	48.6	49.4
1950	18	20.8	23.4	27.8	29.8
1951	20.6	27.4	41	71.2	79.2
1952	30.2	39.4	39.4	60.6	63.8
1953	41	49.8	50	51.8	57.4
1954	24.4	32.6	32.8	42	55.2
1955	14.4	21	25.8	29.6	43.2
1956	17	20	21.6	21.6	21.6
1959	23.4	27.4	27.4	35.8	46.4
1960	20	27	36.2	39	60.6
1961	29	33.4	34	52	75
1962	27.6	29.2	33	35	65.4
1963	29	48	59.6	60	60.6
1964	30	63	85.4	85.8	114.6
1965	20	33.3	41.8	48.6	64.9
1966	25	41.2	77.2	83.8	132.4
1967	40	41.6	43.6	50.2	57.2
1968	18.1	26.1	27.2	27.4	27.4
1969	50.9	58.7	68.4	69.6	69.6
1970	4.8	10.9	17.2	21.8	22.8
1971	20.4	22.7	37.4	43.2	48.6
1972	19.1	21.7	24.7	32.5	45.4
1973	38.2	38.4	38.4	38.4	39.6

1974	16.6	20	26.6	31	43.4
1975	27.8	28.2	33.2	55.8	57.2
1976	25	40.6	47	48.4	48.4
1977	26.9	37.8	42.4	54.1	58.2
1978	15.3	31.6	32.7	35.1	49.4
1979	18.7	28.1	38.4	39.6	49.8
1980	18	27.6	33.7	37.5	38.8
1981	38.1	45.2	46	46.2	55.1
1982	46.7	74.4	81.3	82.9	92.6
1983	20	22.4	32.8	46.2	58.2
1984	16.5	22.8	33.3	39.2	46
1985	25.8	26	26	33.8	35.2
1986	20.6	44.3	54.3	68.2	68.8

Nella valutazione dello stato del bacino, ciò che interessa è la conoscenza dei deflussi ovvero delle portate massime di piena che possono attraversare una generica sezione. In assenza di stazioni in cui siano disponibili misure della portata, risulta pertanto necessario ricorrere ad un'analisi statistico-probabilistica dei dati pluviometrici al fine di ricostruire le portate mediante un modello di trasformazione afflussi-deflussi (Haan, 1994).

Si procede quindi alla ricostruzione della relazione esistente tra l'altezza *h* delle precipitazioni e la durata *t* ovvero la *curva di possibilità climatica*, nella forma generalmente assunta in Italia:

$$h = at^{\nu}$$

nella quale le costanti *a* e ν sono caratteristiche per ciascun punto di misura pluviometrica.

Le equazioni dei casi critici, pur fornendo informazioni d'interesse per la caratterizzazione degli eventi non consentono di esprimere la frequenza probabile di ogni evento ovvero di valutare la ricorrenza media del suo verificarsi. Disponendo di una lunga serie di osservazioni, si può determinare il periodo di anni, o tempo di ritorno *T*, nel quale un determinato evento sia mediamente eguagliato o superato.

2.3.1 Analisi statistica dei dati

La scarsa conoscenza dei valori assunti nel passato da una certa grandezza idrologica rende indispensabile l'uso della statistica per risalire alla probabile distribuzione dei valori che la grandezza può avere, al fine di poter avanzare previsioni per il futuro.

Disponendo di una lunga serie di osservazioni si può determinare il periodo di anni nel quale un determinato evento sia mediamente eguagliato o superato ovvero il suo *tempo di ritorno*, che non rappresenta dunque una scadenza fissa per il verificarsi di un evento, ma solo il valore atteso dell'intervallo temporale tra due eventi successivi, legato alla funzione di probabilità *P* della variabile considerata dalla :

$$P = 1 - \frac{1}{T}$$

Il *tempo di ritorno T* può essere considerato anche come indicatore del *rischio idraulico* in termini di probabilità di insuccesso, su un prefissato lasso di tempo, di un opera, tenuto presente che l'estrapolazione a tempi di ritorno elevati porta a valutazioni spesso prive di significato: tradizionalmente per le strutture arginali o di laminazione delle piene si fa riferimento a *T* = 100-200 anni.

2.4 La distribuzione asintotica dei valori estremi

Grandezze idrologiche come le precipitazioni intense, relative ad una durata assegnata sono facilmente interpretabili mediante leggi probabilistiche, utilizzando le *leggi asintotiche dei valori estremi* (Maione e Moisello, 1993). Tra queste, la maggior parte delle distribuzioni di probabilità utilizzate in campo idrologico appartiene alla famiglia a cui corrisponde una funzione di probabilità, illimitata superiormente, che tende a 1 secondo la distribuzione esponenziale. La funzione di probabilità del massimo del campione tende, al tendere a infinito della dimensione del campione, ad una semplice forma asintotica, con una approssimazione tanto migliore quanto più grande è la dimensione del campione.

Per lo studio statistico degli eventi eccezionali si fa dunque riferimento alla legge asintotica dei valori estremi o legge di Gumbel. La sua espressione in funzione della variabile *h* (altezza di pioggia massima di data durata) dipende da due parametri α e *u* funzioni della distribuzione dei dati della serie storica. L'espressione della funzione di probabilità cumulata risulta:

$$P(h) = \exp(-\exp(-\alpha \cdot (h - u\cdot))$$

da cui per derivazione si ottiene la funzione densità di probabilità:

$$f\,(h)=a\cdot\exp(-\exp(-a\cdot(h-u))-a\cdot(h-u))$$

2.5 La stima dei parametri

Una volta scelto il tipo di legge probabilistica da adattare alle osservazioni occorre determinare i valori dei suoi parametri caratteristici.

Per la stima dei parametri α e *u* della legge di Gumbel, sono stati utilizzati i metodi dei momenti, dei momenti pesati e della massima verosimiglianza, descritti brevemente nei paragrafi successivi. Vengono poi riportati anche i valori dei parametri caratteristici dei campioni dei dati di pioggia e della distribuzione di *Gumbel* stimati con il metodo dei momenti per le stazioni in esame.

Di seguito nella Tabella sono riportati i parametri relativi alla curva di possibilità climatica calcolati per finestre temporali di 1, 3, 6, 12 e 24 ore valutati con l'approccio metodologico del Metodo dei Momenti.

Tabella **Stazione di Empoli -**

Precipitazioni di massima intensità [mm] per T>1

("ν" e "a" calcolati con il metodo dei momenti)

T-ritorno (anni)	ν	a
1	***0.227***	***27.91***
5	***0.208***	***36.82***
10	***0.198***	***44.07***
30	***0.188***	***55.01***
100	***0.181***	***66.75***
200	***0.177***	***73.46***

2.6 Curve di possibilità climatica

In base alla definizione di tempo di ritorno si può risalire, fissato un dato periodo, all'altezza massima di pioggia probabilisticamente raggiungibile

$$T(h) = 1/(1 - P(h))$$

dove *P(x)* è l'espressione della funzione di probabilità (*Gumbel*).

Nelle tabelle sono riportati i valori di altezza massima di pioggia con tempi di ritorno 5, 10, 30, 50, 100 e 200 anni. Interpolando i valori delle altezze di pioggia così ottenute nel piano *t* - *h* si ottiene la curva di possibilità climatica:

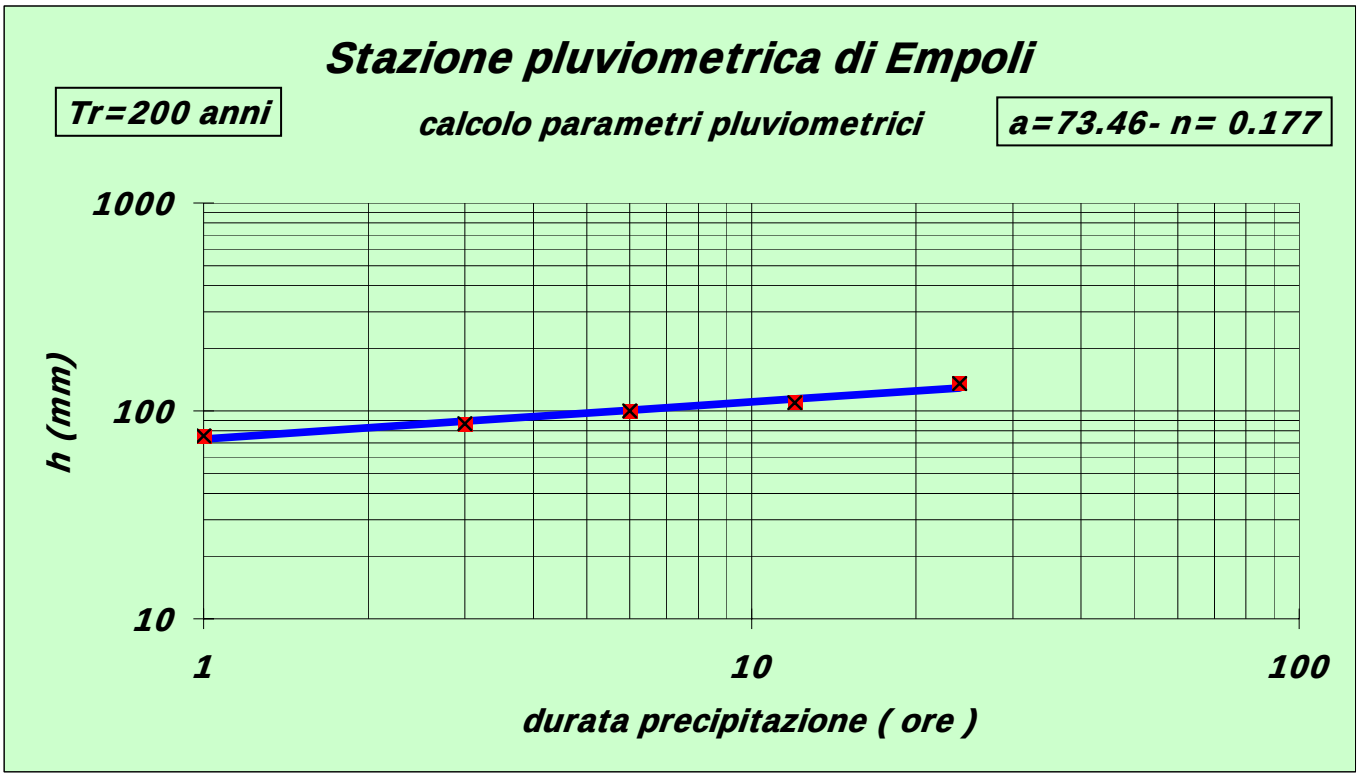
$$h = a \cdot t^{\nu}$$

I parametri *a* e ν possono essere ricavati tramite una regressione lineare nel piano *logt* - *logh*.

Nel grafico della pagina seguente sono riportati i risultati dell'approssimazione lineare sul piano bilogaritmico delle variabili *altezza di pioggia-durata* per un tempo di ritorno Tr=200 anni, per la stazione in esame, da cui i parametri caratteristici per le curve di inviluppo di possibilità risultano, in funzione di aver considerato le precipitazioni sopra o sotto l'ora:

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI EMPOLI:

	a	***n***
Tp > 1h	73.46	0.177



2.7 Valutazione degli idrogrammi di piena

Si è rappresentato il processo di deflusso alle sezioni di chiusura attraverso il metodo dell'*Idrogramma Unitario*.

Per la valutazione della dinamica di deflusso dei corsi d'acqua precedentemente elencati è stata eseguita l'analisi della concentrazione o formazione della piena

tramite la taratura dell'Idrogramma Istantaneo Unitario Geomorfologico (*GIUH*), variante su base geomorfologica dell'Idrogramma Unitario Istantaneo (*IUH*).

Tale modello matematico del processo di trasformazione afflussi-deflussi viene caratterizzato attraverso parametri fisici del bacino quali la litologia, l'uso del suolo, la morfologia del reticolo di drenaggio, la topografia e non ultimo il regime climatico.

Nell'ambito dello studio dei fenomeni di piena alluvionale, i diversi tipi di deflusso (superficiale, ipodermico, profondo o di base) assumono un'importanza relativa che varia in funzione del tempo caratteristico di risposta del bacino in esame, il quale a sua volta dipende in modo sensibile dall'area del bacino e dalla lunghezza del corso d'acqua principale, nonché dal regime di quest'ultimo (fluviale, torrentizio..).

2.7.1 L'Idrogramma Unitario Istantaneo (I.U.H.)

Per comprendere meglio il modello utilizzato si può supporre, in termini probabilistici, che la precipitazione insistente sul bacino sia tale da produrre un deflusso unitario concentrato in un intervallo infinitesimo *dt* intorno all'istante *t=0* e localizzato in un'area unitaria in una posizione casuale nel bacino. La portata adimensionale $Q_O(t)$ alla sezione di chiusura, per tale particolare evento, all'istante t, sarà pari alla probabilità che tale impulso di deflusso sia generato in un punto del bacino con tempo di ritardo $t_C=t+dt/2$. Formalmente si ha quindi:

$$Q_0(t)= h(t)dt$$

dove *h(t)* rappresenta la distribuzione di probabilità dei tempi di ritardo t_C, avente la dimensione di un inverso del tempo:

$$h(t)= \frac{d\mathrm{P}\left[t_c \leq t\right]}{dt}$$

In maniera analoga, se l'intervallo infinitesimo *dt* entro il quale è generato il deflusso unitario è centrato intorno all'istante $\tau > 0$, la portata $Q_\tau(t)$ al tempo *t* per tale

particolare evento sarà proporzionale alla probabilità che il tempo di ritardo sia adesso pari $t-\tau \pm d\tau/2$:

$$Q_\tau(t) = h(t-\tau)d\tau$$

Se adesso si considera non più un deflusso unitario di durata infinitesima, ma un deflusso di ampiezza $q^*(\tau)$ funzione continua del tempo $\tau>0$, ancora concentrato in un'area unitaria in posizione casuale nel bacino, la corrispondente portata $Q^*(t)$ alla chiusura, adesso avente le dimensioni di una portata per unità di area del bacino, sarà pari alla somma di tutti i contributi infinitesimi $Q_\tau(t)$, espressi dalla precedente:

$$Q^*(t) = \int_0^t q^*(\tau) * h(t-\tau)d\tau$$

Infine se si considera un deflusso $q(\tau)$ non più concentrato in un'area unitaria del bacino, ma uniformemente distribuito sull'area A dell'intero bacino, si avrà semplicemente:

$$Q(t) = A\int_0^t q(\tau) * h(t-\tau)d\tau$$

Tale modello consente quindi il calcolo delle portate alla sezione di chiusura del bacino in base alle stime, fra loro indipendenti, dell'andamento temporale del deflusso superficiale medio areale *q(t)* e della distribuzione di probabilità dei tempi di ritardo *h(t).* La funzione *h(t)* che in seguito sarà caratterizzata in funzione della morfologia e della idrografia del bacino, rappresentando la portata conseguente ad un impulso istantaneo unitario di deflusso superficiale, viene comunemente denominata idrogramma istantaneo unitario.

La caratterizzazione di un modello di formazione della piena basato su tale principio consiste quindi nella determinazione della funzione *h*(*t*).

Nel contesto dei metodi di analisi dei sistemi idrologici "*il concetto dell'idrogramma unitario viene considerato come uno dei più semplici modelli matematici per la schematizzazione della formazione dell'onda di piena*" [*Rosso et al.*, 1994].

Tra le possibili schematizzazioni concettuali la più diffusa è quella ipotizzata da Nash (1959) in cui si suppone che il bacino si comporti come una serie di *n* serbatoi, ciascuno con un uguale tempo di esaurimento caratteristico *K* [*h*], *i.e.*

$$Q(t)=\frac{1}{K}V(t)$$

Sotto tale ipotesi l'espressione risultante è la seguente, funzione di 2 parametri (*n*, *K*), nota appunto come *idrogramma istantaneo unitario di Nash*:

$$h(t)=\frac{1}{K}\frac{t^n}{K}\frac{e^{-\frac{t}{K}}}{\Gamma(n)}$$

dove la funzione gamma $\Gamma(n)$ (*n* parametro di forma o di ampiezza) è definita dalla relazione $\Gamma(n)=(n-1)!$.

2.7.2 L'idrogramma istantaneo unitario geomorfologico (G.I.U.H.)

I modelli che legano la forma dell'idrogramma unitario ai parametri morfologici del bacino e delle rete idrografica richiamano i modelli topologici delle reti idrauliche ed in particolare interpretano l'effetto globale del fenomeno di scorrimento come combinazione casuale dei percorsi seguiti dalle particelle d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura.

Sulla base degli studi condotti da *Rosso* (1983), nel caso presente i parametri *K* e *n* di ciascuno dei bacini individuati sono stati determinati attraverso le seguenti relazioni:

$$n=3.29\left(\frac{R_b}{R_a}\right)^{0.78}R_l^{\,0.07}$$

$$K=0.70\left(\frac{R_A}{R_B\ \ R_L}\right)^{0.48}\upsilon^{-1}L$$

In particolare, il parametro di ampiezza *n* dell'idrogramma unitario di Nash può essere ricavato dai rapporti definiti da *Horton Ra*, *Rb*, *Rl* del bacino stesso; mentre il parametro di scala *K* può essere ricavato dalla morfologia del bacino e dalla velocità media della corrente lungo la rete. Il valore della velocità υ di trasferimento lungo i versanti ed i canali del bacino stesso è stato determinato attraverso una legge

empirica che definisce il tempo di picco t_p per gli affluenti dell'Arno, così definita [*Datei e Natale*, 1986] :

$$t_p = 0.416\left(L_c + \frac{A}{L}\right)^{1.06}\left(\overline{H} + \overline{H}_c\right)^{-.27}$$

dove:

L_c = lunghezza dell'asta principale [*m*]

$\overline{H}$ = altitudine media del bacino [*m*]

$\overline{H}_c$ = altitudine media dell'asta principale [*m*]

A = area del bacino [Km^2]

L = distanza massima tra la sezione di chiusura e lo spartiacque [*Km*]

2.7.3 Applicazione del modello dell'Idrogramma Unitario

Il modello descritto è stato applicato ai bacini dei corsi d'acqua: Rio Guidi e Rio Ratto. Per quanto riguarda la definizione degli ietogrammi di progetto si sono assunte distribuzioni uniformi con intensità variabile in funzione del tempo di ritorno, secondo le curve di possibilità pluviometriche di pertinenza. Analizzando la funzione estremante, si è verificato che la durata di pioggia critica (determinante il valore massimo delle portate di picco) risulta circa pari al tempo di picco incrementato del 5%. Il coefficiente di deflusso sulla base delle analisi illustrate al paragrafo 2.7 è stato assunto uguale a 0.7; valori dei parametri calcolati sono riportati nelle pagine seguenti nei grafici che riassumono gli idrogrammi di piena.

Tabella : portate al colmo di piena per assegnati tempi di ritorno.

Bacino	**Area** [km^2]	**Tpioggia ore**	**Tr 5 anni** [m^3/s]	**Tr 10 anni** [m^3/s]	**Tr 30 anni** [m^3/s]	**Tr 100 anni** [m^3/s]	**Tr 200 anni** [m^3/s]
Rio Guidi	**3.42**	0.60	18	22	28	34	38
Rio di Ratto	**1.32**	0.46	9	11	14	17	19

3. MODELLAZIONE IDRAULICA

In questo paragrafo viene esposto il criterio di modellazione delle condizioni di deflusso dei corsi d'acqua: Rio Guidi e Rio di Ratto.

3.1 RIO GUIDI

Il modello di moto ha coperto un tratto dell'asta del Rio Guidi dell'estensione di circa 550 m a cavallo della S.P. n° 106.

Le caratteristiche della schematizzazione numerica del corso d'acqua sono riassunte nella tabella seguente:

MODELLO IDRAULICO: Caratteristiche generali	
Grandezza	**Valore**
Lunghezza complessiva tratto [m]	550
Quote del fondo alveo (min.- max in m s.l.m.)	25.00 – 29.74
Numero di sezioni	15
Interasse medio delle sezioni rilevate [m]	36.24

3.2 RIO RATTO

Il modello di moto ha coperto un tratto dell'asta del Rio Ratto dell'estensione di circa 1050 m a cavallo della S.P. n° 106.

Le caratteristiche della schematizzazione numerica del corso d'acqua sono riassunte nella tabella seguente:

MODELLO IDRAULICO: Caratteristiche generali	
Grandezza	**Valore**
Lunghezza complessiva tratto [m]	1050
Quote del fondo alveo (min.- max in m s.l.m.)	27.17 – 44.27
Numero di sezioni	26
Interasse medio delle sezioni rilevate [m]	39.64

3.3 Il modello di moto

Il modello di moto permanente è stato messo a punto adottando il codice di calcolo Hec-Ras versione 3.1.3 del quale si fornisce una sintesi delle principali caratteristiche. In particolare vengono riportate le ipotesi di calcolo, le equazioni di base, i criteri di suddivisione delle sezioni per il calcolo della distribuzione delle portate e delle velocità, le espressioni adottate per il calcolo delle perdite di carico e la metodologia iterativa di risoluzione del problema.

LE IPOTESI DI CALCOLO

Il modello risolve il problema della individuazione del livello del pelo libero della corrente in un'assegnata sezione nelle seguenti ipotesi:

- corrente stazionaria;
- moto permanente e\o moto vario
- flusso monodimensionale;
- pendenze del fondo inferiori al 10 %.

EQUAZIONI DI BASE

Facendo riferimento alle sezioni trasversali 1 e 2 del corso d'acqua in *Figura* 1, a cui si rimanda per il significato dei simboli, le due equazioni base del modello sono le seguenti:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

$$h_e = L\overline{S}_f + C\left|\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right|$$

dove:

WS_2; WS_1 = livello del pelo libero alle sezioni estreme del tratto 2, 1;

V_2^2;V_1^2 = velocità medie delle sezioni 2,1;

α1, α2 = coefficienti di velocità;

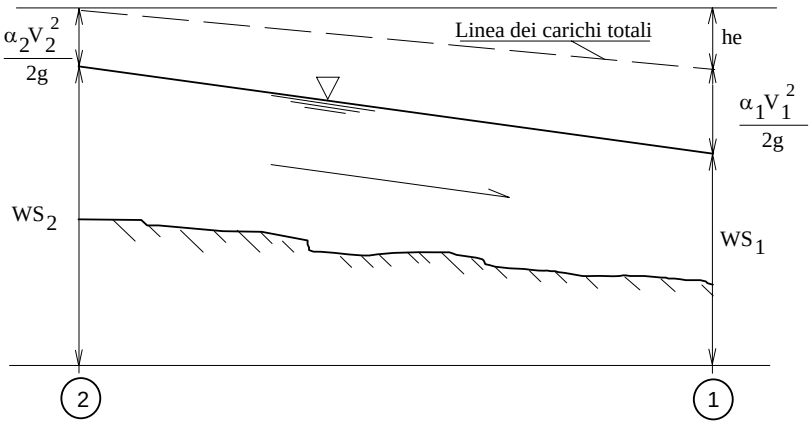
g = accelerazione di gravità;

h_e = perdite di carico totali;

L = distanza tra le due sezioni;

$\overline{S}_f$ = perdite di carico per attrito;

C = coefficiente delle perdite per espansione o contrazione.

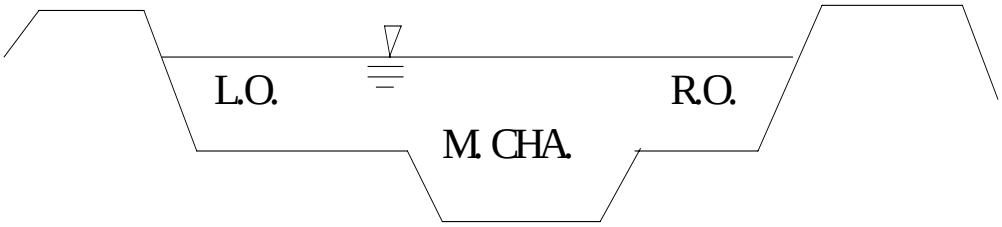


Rappresentazione dei termini dell'equazione dell'energia.

CRITERI DI SCHEMATIZZAZIONE TRASVERSALE DELLA SEZIONE

La sezione idraulica del corso d'acqua viene rappresentata geometricamente per punti. All'interno di essa si distinguono in generale tre zone, che, adottando la terminologia inglese, indichiamo con:

main channel = M.CHA.	(canale principale)
left overbank = L.O.	(golena sinistra)
right overbank = R.O.	(golena destra)



Schema fondamentale di suddivisione in sottosezioni.

In ciascuna fascia vengono definite le scabrezze del fondo, che poi vengono composte al fine di generare una scabrezza equivalente valida per l'intera sezione. Per ciascuna sottosezione si determina la capacità di deflusso (portata per unità di pendenza$^{1/2}$) in moto uniforme:

$$K = \frac{ar^{\frac{2}{3}}}{n}$$

dove:

K [m^3/s] = capacità di deflusso nella fascia;

n [$s/m^{1/3}$] = scabrezza di Manning;

r [m] = raggio idraulico della fascia;

a [m^2] = area della sezione bagnata della fascia.

VALUTAZIONE DELLE PERDITE DI CARICO PER ATTRITO

Le perdite di carico per attrito sono calcolate attraverso la formula $L\bar{S}_f$ dove, $\bar{S}_f$ è la pendenza d'attrito media, pesata, del tratto, secondo la seguente formula:

$$\overline{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2}\right)^2$$

dove K_1 , K_2 rappresentano le capacità di deflusso totali delle sezioni estreme.

3.4 I parametri di simulazione

In dettaglio si sono adottati in seguenti parametri idraulici di simulazione:

PORTATE DI VERIFICA

Bacino	Tr 5 anni [m^3/s]	Tr 10 anni [m^3/s]	Tr 30 anni [m^3/s]	Tr 100 anni [m^3/s]	Tr 200 anni [m^3/s]
Rio Guidi	18	22	28	34	38
Rio Ratto	9	11	14	17	19

COEFFICIENTI DI SCABREZZA

Il modello utilizzato impiega il parametro di resistenza al moto di Manning. I valori del parametro sono stati assegnati, sezione per sezione, in dipendenza delle condizioni dell'alveo rilevate e tengono conto della presenza di vegetazione, rivestimenti murari ecc.…

I criteri di attribuzione del valore del parametro sono schematizzati nella seguente tabella:

CONDIZIONI	**n**
Alveo con elevate irregolarità e alta vegetazione	0.035
Alveo in buone condizioni di manutenzione	0.025
Rivestimento murario di sponda	0.02

Il parametro varia conseguentemente tra n = 0.02 e n = 0.035 Il valore prevalente è quello di 0.025 corrispondente a una condizione di "alveo in buone condizioni di manutenzione".

SEZIONI

La geometria trasversale dei vari corsi d'acqua studiati è stata schematizzata attraverso le sezioni individuate nelle planimetrie di Tav. 5 e 6.

Le sezioni sono state rilevate attraverso una campagna topografica appositamente condotta per il presente lavoro. Le sezioni rilevate sono riportate nelle tavole 7, 8, e 8b.

Per le sezioni interessate da esondazione, la geometria ai fini del calcolo è stata schematizzata fino al piede esterno di sponda in corrispondenza del quale il modello ipotizza l'esistenza di un confinamento trasversale al deflusso.

CONDIZIONE IDRAULICA AL CONTORNO

Le caratteristiche di corrente sono generalmente, per tutti i tratti simulati, di tipo lento (la pendenza media nei tratti a valle della S.P. 106 è ovunque intorno a valori compresi tra di 0.7% e 0.6%).

3.5 Sintesi dei risultati dello stato attuale

Nell'allegato di calcolo in calce alla relazione sono riportati i livelli idrici calcolati dal modello di moto nelle varie sezioni per la portate di verifica e i profili di rigurgito. Vengono inoltre allegati i tabulati di output del programma con alcuni dei parametri idraulici più significativi.

In particolare, analizzando singolarmente i tratti dei corsi d'acqua studiati, si rileva che:

RIO GUIDI - Le sezioni idrauliche del Rio Guidi, nel tratto a cavallo della S.P. n° 106, sino alla sua confluenza con il F.Arno non sono in grado di smaltire le portate idrologiche che si verificano anche con tempi di ritorno piuttosto bassi (Tr < 10 anni). La capacità di smaltimento della portata idraulica di progetto (Tr = 200 anni) è condizionata essenzialmente da:

- lo scatolare localizzato sulla S.P. n° 106, che oltre ad essere di dimensioni non adeguate, risulta notevolmente parzializzato (Cfr. Documentazione fotografica);

- l'insufficiente sezione geometrica dell'alveo, specialmente nel tratto a monte della sezione 5;

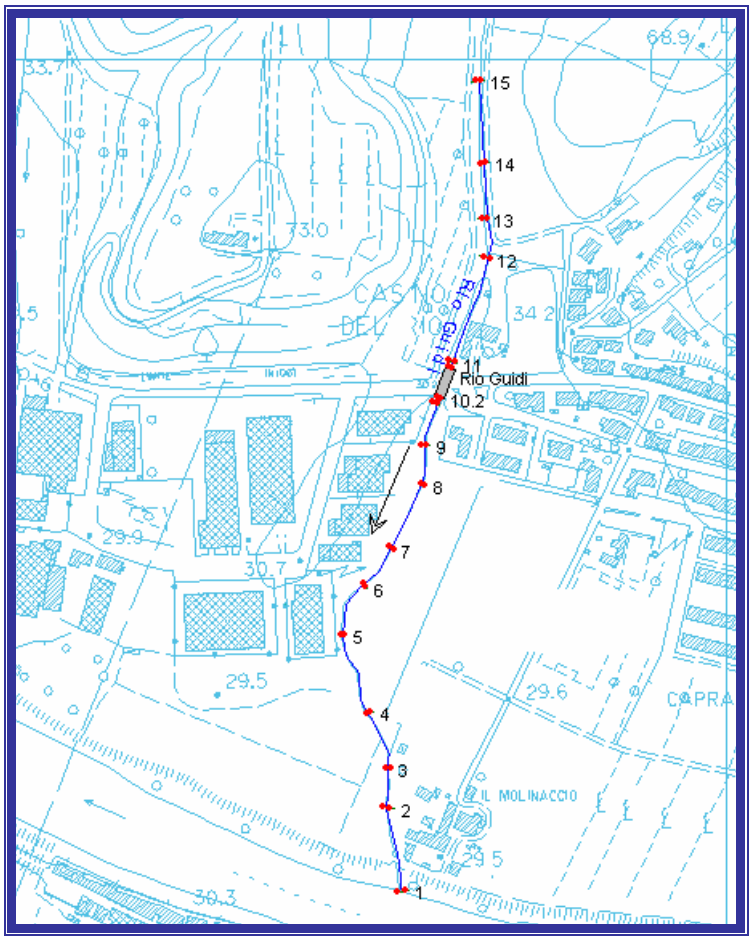


fig. 1: distribuzione planimetrica delle sezioni sul rio Guidi

RIO DI RATTO - Anche le sezioni idrauliche del Rio di Ratto, nel tratto a cavallo della S.P. n° 106, sino alla sua confluenza con il F.Arno non sono in grado di smaltire le portate idrologiche che si verificano anche con tempi di ritorno piuttosto bassi (Tr < 10 – 15 anni). Gli attraversamenti presenti, specialmente quelli localizzati a monte della strada provinciale, sono pesantemente sottodimensionati rispetto alla portata di progetto.

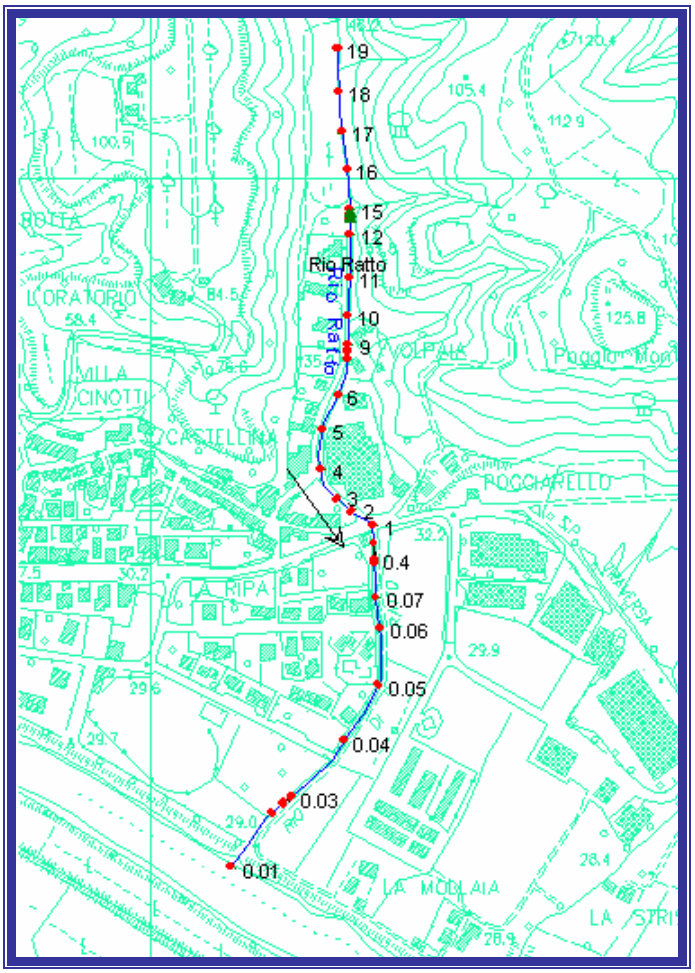


fig. 2: distribuzione planimetrica delle sezioni sul rio Ratto

4. INDICAZIONI PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

L'analisi eseguita nei paragrafi precedenti ha messo in evidenza come i corsi d'acqua oggetto di questo studio, nei tratti studiati, manifestino situazioni puntuali di crisi mediamente per portate con tempi di ritorno $\geq$ 10 anni.

Fondamentalmente, le possibili strategie per la riduzione del rischio idraulico possono schematicamente essere ricondotte a opere di difesa passiva e attiva:

- per opere di difesa "passiva" classicamente si intendono quelle relative alla risagomatura dell'alveo del corso d'acqua, con la ricalibratura di quelle infrastrutture esistenti e la realizzazione di opere di contenimento (argini e muri) sul corso d'acqua stesso che allo stato attuale risulta insufficiente per lo smaltimento della portata di progetto;

- per opere di difesa "attiva" si intendono invece le casse di espansione, strutture cioè che funzionano come "polmoni idraulici" atti a immagazzinare i volumi in eccedenza durante un evento "critico" per il corso d'acqua , e in grado di restituire successivamente e gradualmente tali volumi al corso d'acqua stesso.

Nel caso specifico dei corsi d'acqua studiati nel territorio del Comune di Capraia e Limite sono presenti, in prossimità dei centri abitati interessati dai fenomeni di esondazione, aree morfologicamente idonee alla realizzazione di casse di espansione. Occorre quindi far riferimento sia ad opere di tipo "attivo" che di tipo "passivo" per la mitigazione del rischio idraulico.

Di seguito vengono illustrati i principi fondamentali di funzionamento delle casse di espansione a bocca tarata e a soglia laterale.

4.1 Le casse ad espansione a bocca tarata

Nel corso della fase crescente dell'evento di piena, al di sopra di certe portate limite, la sezione di controllo "bocca tarata", determina un azione di rigurgito. La portata rilasciata a valle è quindi inferiore di quella in arrivo da monte: i volumi d'acqua in eccesso vengono conseguentemente ritenuti nell'invaso.

Nella fase terminale dell'evento l'inizio dello svuotamento si ha quando le portate in arrivo si riducono fino a essere superate da quelle in uscita.

Il dimensionamento ottimale della "bocca tarata" consente di impegnare per l'evento di progetto l'intero volume di laminazione disponibile.

Generalmente vengono eseguiti due tipi di funzionamento della bocca:

1. Efflusso a pelo libero: corrisponde al caso in cui le portate in arrivo da monte sono ridotte e l'invaso a monte è ancora vuoto. In questa condizione la presenza della bocca non produce effetti sensibili sul deflusso in alveo (non si ha rigurgito né quindi laminazione). Il valore limite di portata al di sotto del quale si ha questa condizione di funzionamento dipende, oltre che dalle caratteristiche geometriche della sezione di efflusso, anche dalle caratteristiche idrauliche dei due tratti di alveo immediatamente a monte e a valle della sezione stessa.

2. Efflusso a battente : si innesca quando la portata in arrivo alla sezione della bocca supera il valore limite indicato al punto precedente. In questo caso il livello dell'invaso a monte raggiunge e supera il lato superiore della luce di scarico e il conseguente rigurgito del manufatto comporta l'inizio dell'allagamento delle aree fuori alveo.

   Le portate che defluiscono a valle, in questa condizione, dipendono: dalle caratteristiche geometriche della luce di scarico; dal

battente idraulico e dalle caratteristiche idrauliche della corrente a valle della luce. Il predimensionamento adottato ha ipotizzato che le condizioni di valle siano tali da non condizionare il deflusso dalla luce; conseguentemente l'espressione analitica adottata per la simulazione del deflusso dalla bocca in questa condizione è quella consueta per il moto attraverso le luci a battente "non rigurgitate".

La relazione analitica impiegata per l'efflusso a battente dalla bocca è pertanto del tipo:

$$Q = \Omega \cdot \mu \cdot \sqrt{2gh}$$

dove:

Ω = area della luce;

h = carico medio sul baricentro della sezione (funzione del livello di invaso)

μ = coefficiente di deflusso adimensionale

4.2 Sfioratore di superficie

Nella parte superiore di ogni bocca tarata è prevista la realizzazione di una soglia di sfioro destinata a smaltire le portate nel corso di eventi eccezionali e a garantire la sicurezza alla tracimazione del corpo arginale.

Lo sfioratore entra in funzione al superamento della quota della soglia che è stata fissata pari al massimo livello di invaso conseguente all'evento duecentennale.

Gli incrementi di livello superiori alla quota di sfioro costituiscono un battente idraulico sulla soglia che consente lo smaltimento della piena millenaria.

La legge analitica di efflusso adottata per il dimensionamento dello sfioratore è quella dello stramazzo in parete grossa non rigurgitato tipo "Belanger":

$$Q = L \cdot \mu \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

dove:

Q = portata;

L = larghezza della soglia

μ = coefficiente di efflusso adimensionale;

h = carico idraulico statico sulla soglia ($Z_{acqua} - Z_{soglia}$)

Per le verifiche eseguite, il coefficiente caratteristico (μ), che varia in generale in dipendenza delle geometrie della soglia e dal grado di rigurgito dello stramazzo.

4.3 Soglia tracimabile laterale

Il deflusso sulla soglia tracimabile laterale, manufatto di alimentazione del volume di invaso è riconducibile a uno stramazzo laterale. In questa fase definitivo della progettazione il deflusso sull'opera è stato schematizzato

trascurando gli effetti di alterazione locale del pelo libero dovuti alla variazione di portata in alveo lungo lo sviluppo della soglia.

La legge di deflusso è stata ricondotta pertanto alle usuali formule per lo stramazzo, simulando due tipi di funzionamento della soglia:

1. Stramazzo non rigurgitato: la quota della soglia è superiore al livello di invaso. In questa condizione l'espressione adottata è quella consueta:

$$Q = L \cdot \mu \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

dove:

Q	portata defluente;
L	larghezza della soglia;
μ	coefficiente adimensionale
h	battente idraulico sulla soglia.

1. Stramazzo rigurgitato: la quota della soglia è inferiore al livello di invaso. In questa condizione l'espressione adottata è:

$$Q = L\ (\mu_1 \cdot h_2 \cdot \sqrt{2gh_1} + 2/3\ \mu_2 \cdot h_1 \sqrt{2gh_1})$$

dove:

Q portata defluente;

L larghezza della soglia;

μ_1 μ_2 coefficienti adimensionali

h_1; battente idraulico netto (differenza dei livelli tra monte e valle);

h_2 battente idraulico sulla soglia del livello di valle.

4.4 Manufatto di scolo

Il deflusso da questo organo è regolato dalle usuali leggi di luce a battente analoghe a quelle indicate al par. 4.1 per la bocca tarata.

La differenza essenziale rispetto al funzionamento della bocca è che, per il manufatto di scolo, le condizioni di deflusso possono essere frequentemente “rigurgitate” dai livelli della corrente ricevente.

4.5 I criteri di manutenzione delle casse di espansione a bocca tarata e a soglia laterale

Il complesso di opere idrauliche illustrato nella presente relazione è stato pensato con la finalità di garantire che tutti i processi di invaso e di svaso simulati si realizzino in completo automatismo.

È tuttavia opportuno prevedere una serie di piccoli interventi di manutenzione programmata, mentre alcuni interventi di manutenzione straordinaria saranno prevedibili in occasione di eventi che determinino l'allagamento delle zone di invaso.

4.6 Manutenzione ordinaria

ARGINI: si prevedono interventi periodici di manutenzione sulle opere arginali (pulizia dei paramenti dalla vegetazione, eventuali riprese di quote ecc.);

SOGLIA SFIORANTE: l'area della soglia sfiorante, nonché il tratto di sponda ad essa prospiciente dovranno essere oggetto di periodica pulizia per l'eliminazione di vegetazione alta o di corpi estranei che potrebbero condizionare il deflusso sulla soglia verso l'area di invaso.

4.7 Manutenzione straordinaria

A seguito degli eventi di piena che determinino l'alluvionamento delle aree di espansione si prevedono piccoli interventi di ripristino. In particolare:

ZONE DI INVASO: si dovrà provvedere alla pulizia delle aree alluvionate a uso non strettamente agricola (viabilità campestre ecc..);

MANUFATTI IDRAULICI: si prevede la pulizia delle sezioni dei manufatti dal materiale flottante eventualmente intercettato durante l'evento. Analogo intervento dovrà essere attuato per le opere di intercettazione appositamente realizzate.

ALVEI: per le opere ubicate sui vari torrenti, i rilevati arginali corrono spesso parallelamente alla linea di sponda del fiume. Non si esclude pertanto che, durante l'esercizio delle opere, si rendano necessari interventi di protezione spondale finalizzati al ripristino e al mantenimento dell'originario ciglio di sponda.

5. INTERVENTI PROPOSTI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

Per i torrenti esaminati, in funzione delle caratteristiche sia morfologiche che urbanistiche, sono previsti una serie di interventi “attivi” e “passivi”, atti a mettere in sicurezza i centri abitati di Capraia e Limite durante eventi di piena con tempi di ritorno duecentennali.

5.1 RIO GUIDI

Per la messa in sicurezza idraulica del Rio Guidi si prevedono i seguenti interventi (Cfr. Tavola 9):

- **INTERVENTO N° 1**

Potenziamento scatolare sotto la strada provinciale S.P. 106: sarà eseguito con un altro scatolare in c.a. secondo gli schemi di Tavola 17. La luce prevista ha un area pari a 12 mq. A valle e a monte del nuovo scatolare sarà previsto un muretto sopra l’impalcato della strada con sommità alla quota di 31.5 m s.l.m, per mettere in sicurezza la strada provinciale rispetto all’evento con Tr=200 anni e Tp=24 h sul bacino dell’Arno.

- **INTERVENTO N° 2**

Risagomatura e arginatura del tratto di fosso a valle e a monte della strada provinciale S.P. 106, per il contenimento delle piene con Tr=200 anni per il rio Guidi (relative ad un tempo di pioggia t=0.61 h) e per il contenimento del rigurgito del fiume Arno per eventi con Tr=200 anni e tempo di pioggia sul bacino dell’Arno pari a 24h.

In particolare:

- la sezione risagomata di progetto ha sezione tipo trapezia con sponde di pendenza H:V=3:2 e larghezza del fondo pari a 3 m a monte della S.P.106 e a 2 m a valle della stessa.

- nei tratti in cui non è stato possibile risagomare attraverso una sezione tipo trapezia per mancanza di spazi, le sponde sono sorrette da muretti con sommità alla quota di 31.5 m s.l.m.

5.1.1 Le verifiche sul Rio Guidi

Le verifiche effettuate sullo stato di progetto sono relative a due tipologie di eventi estremi, entrambi con tempo di ritorno pari a 200 anni:

- evento di pioggia che massimizza il picco di piena sul Rio Guidi (pari a 0.61 h)
- evento di pioggia che massimizza il picco di piena sul fiume Arno (pari a 24 ore): livello in Arno allo sbocco pari a 30.8 m.

5.2 RIO DI RATTO

Per la messa in sicurezza idraulica del Rio Ratto si prevedono i seguenti interventi **(Cfr. Tavola 10):**

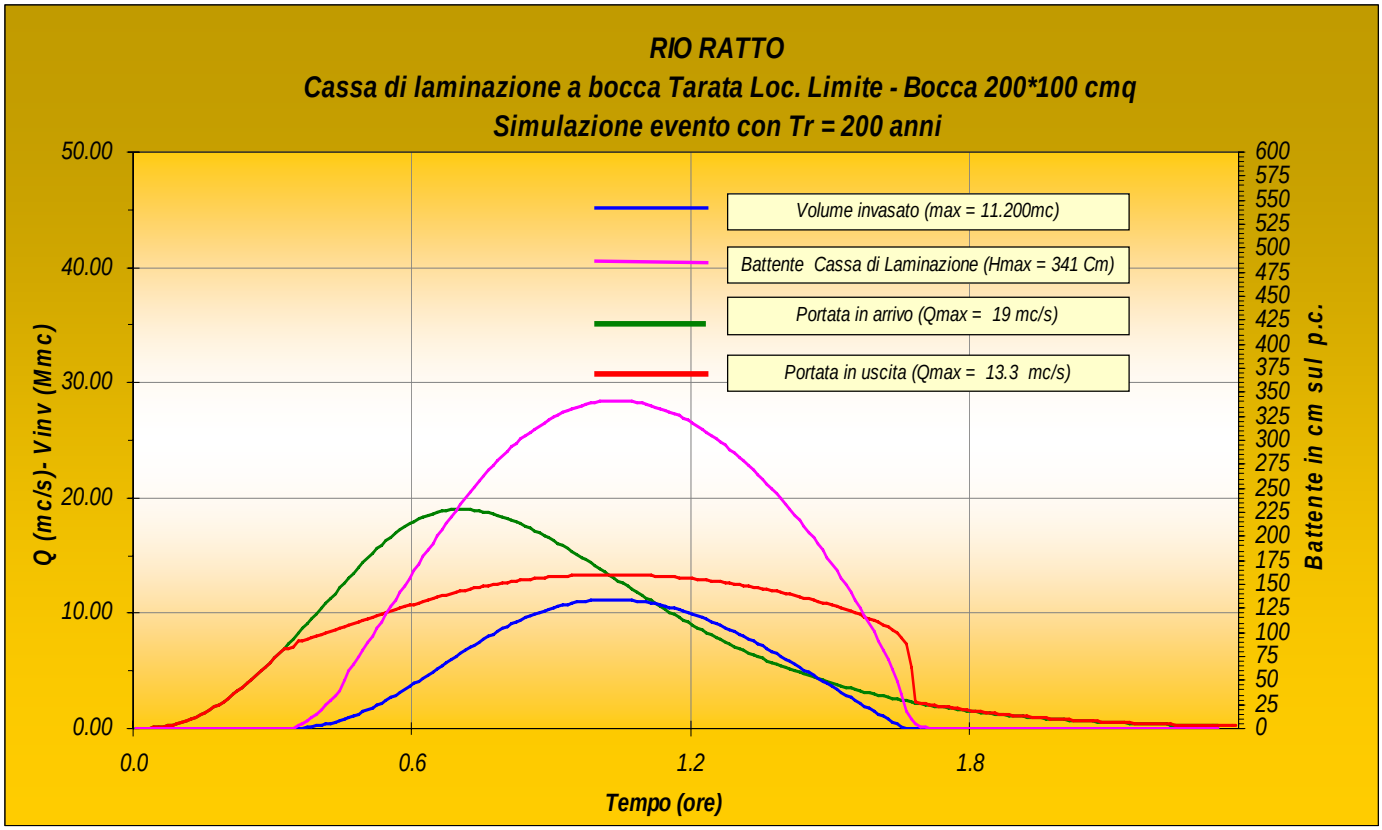
- **INTERVENTO N° 3**

Realizzazione di cassa di espansione a bocca tarata nella zona di monte in corrispondenza della sezione n°16 di Tav. 6 : si prevede un'area soggetta ad esondazione controllata di circa 7.500 mq, con una capacità di invaso durante un evento di piena con Tr=200 anni di circa 11.200 mc. La quota di massimo invaso è prevista intorno ai 45.40 m slm, con altezza massima delle arginature di circa 4 metri sul piano di campagna.

Si allegano di seguito i parametri più indicativi per il funzionamento di tale cassa:

RIEPILOGO RISULTATI SIMULAZIONE	
Q max arrivo (mc/s)	**19.01**
Q max laminata (mc/s)	**13.36**
Q. max. sfiorata (mc/s)	**0.0**
Perc. laminazione (%)	**30**

Volume max (mc/1000)	**11.2**
Altezza max da piano campagna (cm)	**341**
Quota max. invaso in m s.l.m. (m)	**45.41**



- **INTERVENTO N° 4**

Adeguamento attraversamento nella zona a monte della strada provinciale n° 106. In particolare verranno rimossi e sostituiti con uno scatolare rettangolare di sezione opportuna le tubazioni in corrispondenza della sezione n°13 secondo gli schemi di tavola 11 e 17.

- **INTERVENTO N° 5**

Adeguamento attraversamento nella zona a monte della strada provinciale n° 106. Verrà adeguato il ponticello in corrispondenza della sezione n°8 secondo gli schemi di tavola 11 e 17.

- **INTERVENTO N° 6**

Adeguamento attraversamento sulla strada provinciale n° 106. Verrà demolito e sostituito l'attuale attraversamento e sostituito con uno scatolare secondo gli schemi di tavola 11 e 17.

- **INTERVENTO N° 7**

Risagomatura e arginatura del tratto di fosso a monte e a valle della strada provinciale n° 106 per il contenimento delle piene rilasciate dalla bocca tarata secondo gli schemi di tavola 14, 15 e 16.

5.2.1 Le verifiche sul Rio Ratto

Le verifiche effettuate allo stato di progetto sono relative a due tipologie di eventi estremi, entrambi con tempo di ritorno pari a 200 anni:

- evento di pioggia che massimizza il picco di piena sul Rio Ratto (pari a 0.46 h)

6. CONCLUSIONI

L'accurata analisi idrologica dei bacini idrografici del Rio Guidi e del Rio di Ratto i cui tratti terminali interessano in buona parte il Comune di Capraia e Limite, e la verifica idraulica dei tratti "cittadini", hanno messo in evidenza, come allo stato attuale, si abbia una situazione di crisi anche per eventi con tempi di ritorno piuttosto bassi (la rete idraulica studiata inizia ad avere localmente fenomeni di esondazione per tempi di ritorno intorno ai 10 anni).

La situazione descritta al paragrafo "Sintesi dei risultati dello stato attuale" è dovuta sia all'incapacità dei corsi d'acqua studiati a far transitare portate con tempi di ritorno abbastanza elevati (Tr >10 -20 anni) sia per la presenza di singolarità (ponti e attraversamenti) che abbassano ulteriormente tale soglia di crisi.

Al paragrafo 5 (Interventi proposti per la mitigazione del rischio idraulico) si sono descritti tutti gli interventi e le opere da realizzarsi per la mitigazione del rischio idraulico.

Nonostante la morfologia del territorio, abbia permesso di individuare delle zone idonee alla realizzazione di casse di espansione (di tipologia a soglia trasversale) occorrerà comunque intervenire sui corsi d'acqua stessi, attraverso la ricalibratura dei loro alvei e l'eliminazione (o l'adeguamento) di tutti quegli attraversamenti e tombamenti che allo stato sono sottodimensionati.

Firenze, marzo 2006

Ing. Enrico Galigani

ALLEGATI

IDROGRAMMI DI PIENA – Tr=200 anni

Rio Guidi
Rio Ratto